

碧莲水电站水力自控翻板闸门溢流坝设计

19
49-61

方子杰

(永嘉县水电设计所,浙江永嘉 325100)

TV663.8

TV652.1

摘要:介绍碧莲水电站拦水坝系软基上的水力自控翻板闸门溢流坝工程特点和设计原理。闸门利用水力和杠杆原理实现自控关闭;闸坝平时挡水发电,洪水期自动翻倒泄洪冲砂,有效地解决洪水对上游库区实物的淹没损失及水库泥沙淤积问题;闸坝采用地下混凝土连续墙进行地基防渗处理及面流消能,消能效果显著,工程投资少。本工程设计可供其它建固定坝淹没损失过大或在软基上建低重力式堰坝的类似工程参考。

关键词:水力自控翻板闸门;地基处理;防渗墙;面流消能

中图分类号:TV663. + 8

文献标识码:B

文章编号:1006-7647(2000)02-0059-03

碧莲水电站位于浙江永嘉县楠溪江的最大支流小楠溪上。坝址以上集水面积 425.0 km^2 , 多年平均径流总量 4.89 亿 m^3 , 正常蓄水位 83.04 m , 总库容 152.5 万 m^3 , 工程等级为四等。

坝址区地层岩性为侏罗系上统诸暨组 a 段, 灰色晶屑玻屑熔结凝灰岩, 坝址区无断层通过。坝址河床上部为第四系砂砾卵石覆盖层(Q4), 厚 $1 \sim 13 \text{ m}$ 。表层 $1 \sim 13 \text{ m}$ 为砂砾卵石, 卵石 $2 \sim 8 \text{ cm}$, 砾卵石含量为 $55\% \sim 60\%$, 砂占 $40\% \sim 45\%$, 松散; $3 \sim 13 \text{ m}$ 为卵石层, 卵石 $5 \sim 15 \text{ cm}$, 卵石含量 $80\% \sim 90\%$, 砂占 $10\% \sim 15\%$, 稍密-中密。下伏基岩块状坚硬, 弱风化带厚 $1 \sim 2 \text{ m}$ 。第四系覆盖层(Q4)砂砾卵石和卵石层为孔隙强-极强透水层, 渗透系数为 $25 \sim 180 \text{ m/d}$ 。基岩具裂隙透水性, 左右山坡及河床相对隔水层埋深为基岩面以下 $1 \sim 2 \text{ m}$ 。混凝土/砂卵石摩擦系数 $f = 0.5$ 。承载力标准值: 砂卵石层 $f_k = 300 \sim 350 \text{ kPa}$; 卵石层 $f_k = 400 \sim 500 \text{ kPa}$ 。

1 工程特点与选型

工程坝址上游河道顺直, 沿溪右岸有多处民房及耕地, 左岸为浙江省道公路。本电站系股份合作制水电站, 政策处理难度大, 故要求本电站建设少淹没耕地, 不迁移人口, 不影响公路交通; 本工程又系低水头大流量的引水式电站, 故又需尽可能增加调节库容与提高发电水头。为解决此矛盾以及泥沙淤积导致库容调节失效的问题, 只有采用活动坝。由于橡胶坝存在老化快、易破坏、寿命短、难管理且运行费用高、投资

较大等缺点而舍弃, 故本工程采用水力自控翻板闸门坝(以下简称闸坝)。此闸坝主要优点如下:

a. 造价低, 上部闸门的造价只需传统门型的 $1/3 \sim 1/2$ 。

b. 运行可靠, 涨水自开, 落水自关, 不用动力与人工操作, 运行维护费用低。

c. 上部闸门做为“活动”挡水建筑物, 降低固定堰坝的高度, 从而可减少坝上洪水淹没和泥沙淤积, 经济效益显著。

同时此坝型应用也需注意以下几点:

a. 宜布置在顺直河段中, 以免在河道大转弯处由于离心力产生横向水面坡降, 致使闸门不能同时开启影响正常运行。

b. 最好用于漂浮物较少的河道上。在漂浮物较多的河道上使用, 可在闸前加设保护栅, 以免泄洪时闸门可能被卡住。

c. 可能因止水橡皮磨损或老化导致闸坝出现少量漏水, 可在枯水季节对橡皮进行更换并对铁件进行防腐处理。

2 闸坝设计

2.1 结构布置与材料

本闸坝由闸门和溢流坝及下游护坦等三部分组成。闸坝横剖面布置见图 1。

2.1.1 闸门

闸门采用滚轮连杆式水力自控翻板闸门, 由预制钢筋混凝土面板、支腿、支墩与滚轮、连杆等金属

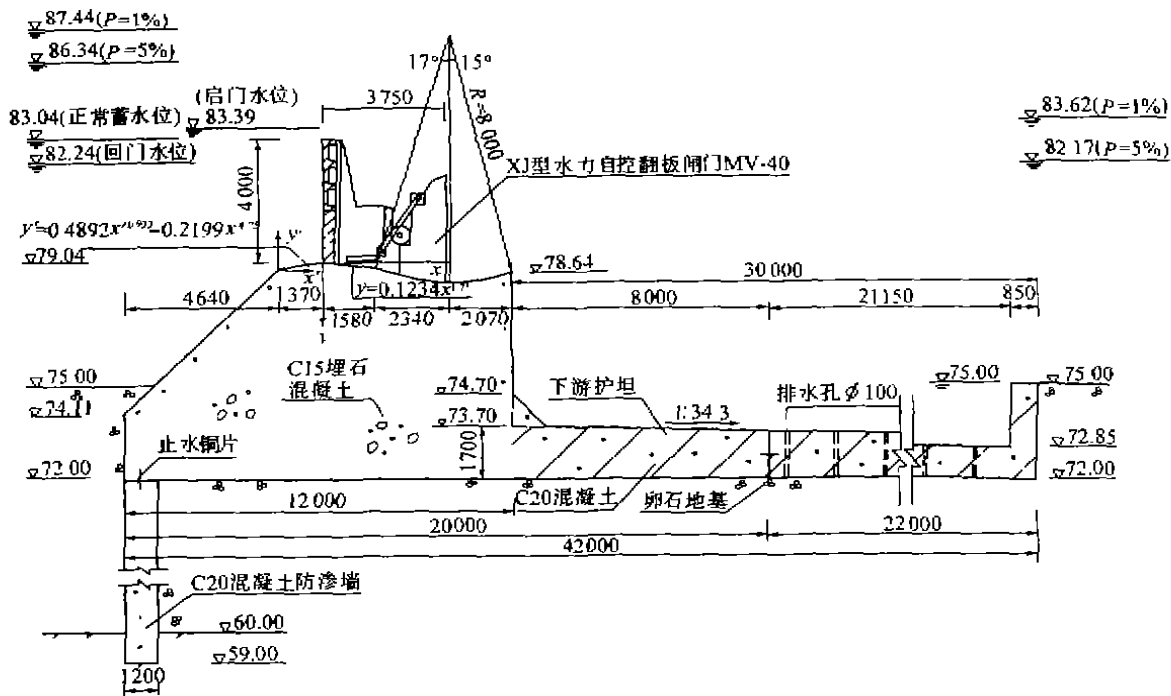


图1 闸坝横剖面示意图

构件组装而成.其基本原理是:不需任何外加动力和人工,完全由上游来水量增减、水位升降、作用在闸门上的合力大小变化及作用点上下移动,通过支腿、支墩与滚轮的配合使支点随开度不断变化来实现闸门的开启和关闭,实现水力自控并防止拍打与失稳.

当水库水位上升至启门水位 83.39 m 时,闸门就自动翻倒成倾斜状,其最小倾角为 10°,渲泄洪水同时冲砂.当水库水位下降至回门水位 82.24 m,闸门自动关闭,拦蓄河水.

闸门顶高程 83.04 m,门高 4.00 m,单扇宽度 8.00 m,共 11 扇,总宽 88.00 m.闸门面板由上部三块槽形板和下部三块矩形板拼接而成.每扇闸门均采用双支腿、支墩,其位置在板端 1.80 m 处.闸门面板、支腿、支墩均采用 C25 混凝土预制构件,支铰系统采用钢结构,止水采用平板与 P 型橡皮.

2.1.2 溢流坝

溢流坝长 88.00 m,坝顶高程 79.04 m,坝底高程 72.00 m.最大坝高 7.04 m,属低堰.坝身底宽 12.00 m,另利用下游护坦部分长 8.00 m 作为坝的悬臂底板,以控制坝基最大与最小应力比值及提高抗滑稳定性.

为提高闸坝的泄流能力,溢流堰面形状选择 WES V 型.定型设计水头 $H_d = 7.00$ m,堰顶上游段曲线方程为 $y = 0.4892x^{0.993} - 0.2199x^{1.75}$;下游堰面曲线方程 $y = 0.1243x^{1.75}$;堰面曲线下接反弧段,半径为 8.00 m,中心角 17°,跌坎挑角 15°,跌坎高度 4.94 m(从护坦顶面起算).

2.1.3 下游护坦

工程泄洪采用面流消能,但因坦址系砂卵石地基,为防止下泄洪水冲刷河床危及闸坝稳定,因此需设下游护坦防冲.根据工程类比与经验公式计算,护坦长度 30.00 m,首端厚度根据防冲要求为 1.70 m,末端厚度为 0.85 m,护坦底板高程 72.00 m.护坦中后段设置排水孔以减小渗透压力.护坦末端设坎使上部形成一个消力池.

坝体采用 C15 混凝土埋块石,堰面及下游悬臂底板采用 C20 混凝土,护坦采用 C15 混凝土.

2.2 基础处理

坝址河床段弱风化基岩层埋深达 13.00 m 左右.若清除全部沙砾石,则投资大,施工难.经多方案技术经济比较,采用地下混凝土防渗墙方案,即将最上层厚 2.60~3.00 m 的松散砂卵石清除掉,而将坝基持力层置于中层稍密的卵石层上,高程 72.00 m,坝踵以下浇筑地下混凝土连续墙防渗,厚 1.20 m,混凝土标号 C20,深入弱风化基岩以下 1.00~2.00 m.防渗墙与上部坝踵设铜片止水.

2.3 坝体应力及稳定计算

本坝属软基上的低溢流重力坝.溢流坝与软基相比,可把坝视作刚体,用材料力学法计算坝基应力,要求坝基最大与最小应力之比小于 2.0,还要满足抗滑稳定要求^[1].

本坝与土基上水闸的设计有很多相同之处,两者在抗滑稳定分析等方面基本上是相同的^[1],故需执行《混凝土重力坝设计规范》(SDJ21-78)、《水闸设

计规范》(SD133-84)有关规定,由河床部分坝体的计算成果(表1)可知,坝基应力满足卵石层地基承载力要求,最大与最小应力比值及抗剪安全系数均满足规范要求,故闸坝稳定、安全。

表1 坝体稳定及应力成果

荷载组合	坝基应力/MPa		平均应力/MPa	最大与最小应力比值	抗剪安全系数 K
	上游面	下游面			
基本组合	+0.113	+0.047	+0.080	2.40	1.22
特殊组合	+0.069	+0.061	+0.065	1.13	1.18

注:基本组合系正常蓄水位工况组合,特殊组合系校核洪水水位工况组合,“+”表示压应力。

2.4 水力计算

泄洪计算根据翻板门过水的机理,分门上、门下分别按倾斜矩形薄壁堰和孔口出流两种方法计算过流量。计算得设计洪水位 86.34 m,下泄流量 $2965 \text{ m}^3/\text{s}$,相应下游水位 82.17 m,校核洪水位 87.44 m,下泄流量 $4155 \text{ m}^3/\text{s}$,相应下游水位 83.62 m。

由于本坝属低堰,下游尾水较深,没有通航要求,为了降低消能工投资并有利于流送漂浮物,采用面流消能。本闸坝跌坎高 4.94 m,大于校核工况发生面流所必需的最小坎高 2.28 m。面流各区界水深及冲刷深度采用经验公式计算^[2]。

因本坝下游为钢筋混凝土护坦防冲,因而近似地按岩基河床计算冲刷深度。经计算,设计工况时发生自由面流,冲刷深度少于水垫,不会冲刷护坦,消能效果非常好;当校核工况时发生混合面流,冲刷深度略大于水垫,对护坦略有冲刷,但因护坦按抗冲设计,因此也是安全的。计算成果详见表2。

表2 面流计算成果

运行工况	下游水深	第一区界水深	第二区界水深	第三区界水深	冲刷深度
设计洪水($P=5\%$)	8.90	7.36	9.11	10.27	6.61
校核洪水($P=1\%$)	10.35	8.40	10.00		10.63

注:表中下游水深指护坦上平均水深。

3 工程运行情况及评价

此类闸坝还在永嘉县的昔头、鹤翔与浙江省的衢州闹桥电站、开化齐溪二级电站等多处电站工程中得到应用,经多年运行观测,闸坝运行情况如下:

a. 洪水期运行情况。当门顶过水位达到 10~30 cm 时,翻板门开始启动,随着洪水量增加,翻板门在较短时间内基本同步翻倒,洪水分别从门上、门下泄流。当洪水退去,随洪水位回落到 0.7~0.8 倍门高时翻板门就自动复位挡水。由于采用了连杆结构等措施,有效地避免了振动、冲撞、浮走等现象的发生。又因采用面流消能与护坦防冲,消能效果显著,闸坝稳定安全。

b. 平时挡水情况。闸门平时拦蓄河水发电,其正常挡水位等于或略低于门顶高程。在止水橡皮磨损或老化未更换时,面板拼接缝及相邻两扇门板侧止水等处有总量约 $0.005 \sim 0.010 \text{ m}^3/\text{s}$ 的水量渗漏。更换橡皮后漏水现象基本消失。

经过多年洪水考验与运行观测,实践证明闸坝是安全可靠的。

4 结 语

由于本工程采用了水力自控翻板闸门活动坝,闸门平时挡水发电,洪水期翻倒泄洪冲砂,有效地减少了对上游的洪水淹没损失及水库泥沙淤积问题。闸坝采用地下混凝土连续墙进行地基防渗处理及面流消能,消能效果显著而且降低了工程投资。水力自控翻板闸门对其它建固定坝淹没损失过大或在软基上建低重力式堰坝的类似工程有一定的参考价值。

参考文献:

- [1] 张光斗. 水工建筑物[M]. 北京:水利电力出版社,1992.
- [2] 华东水利学院主编. 水工设计手册:第六卷 泄水过坝建筑物[M]. 北京:水利电力出版社,1987.

(收稿日期:1998-11-23 编辑:张志琴)

·简讯·

005.3

巴西图库鲁伊水电站在扩建中

图库鲁伊水电站位于巴西帕拉州的托坎廷斯河上,其第一期工程装机 12 台共 400 万 kW,早在 1983 年,首台机组就开始发电,1992 年工程全部竣工,向巴西东北部地区供电,是巴西仅次于伊泰普的第二大水电站。该工程特征之一是坝顶线长,约 7800 m,库容大,在正常水位时库容为 458 亿 m^3 ,仅次于同一条河上已于 1998 年建成的塞拉德麦莎水电站(库容 544 亿 m^3),为巴西的第二大水库。另一个特征是洪流量大,最大洪流量可达 $110 \text{ m}^3/\text{s}$,是世界上目前运行中洪流量最大的溢洪道之一。第二期工程是在原厂房左侧修建一座土石坝和一新厂房,厂房长 352 m,内装 11 台单机容量为 37.5 万 kW 机组,共 412.5 万 kW,加上原有 440 万 kW,电站总容量将增至 812.5 万 kW,在世界上仅次于三峡、伊泰普和古里,居第 4 位。扩建工程已于 1998 年 6 月动工,计划新厂房的第一台机组将于 2000 年的 12 月投入运行。

(吴冀高供稿)